

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять

з курсу

ОБСТЕЖЕННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ
БУДІВЕЛЬ

*(для студентів 5 курсу денної і 6 курсу заочної форм навчання
та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010103,
8.06010103 «Міське будівництво та господарство»)*

Харків
ХНАМГ
2012

Методичні вказівки до практичних занять з курсу «Обстеження та реконструкція будівель» (для студентів 5 курсу денної і 6 курсу заочної форм навчання та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010103, 8.06010103 «Міське будівництво та господарство») / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад.: Н. О. Псурцева, С. М. Золотов. – Х.: ХНАМГ, 2012. – 32 с.

Укладачі: Н. О. Псурцева,
С. М. Золотов

Рецензент: к.т.н., доц. О. М. Пустовойтова

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 10 від 08.05.2012 р.

Загальні вказівки

Ці методичні вказівки складені до практичних занять з курсу «Обстеження та реконструкція будівель» (для студентів 5 курсу денної і 6 курсу заочної форм навчання та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010103, 8.06010103 «Міське будівництво та господарство») з урахуванням навчального плану.

Практичне заняття №1

Розрахунок підсилення ригеля шпренгельною стяжкою

Зусилля, що передаються на ригель від шпренгеля, вважаються зовнішніми, при цьому відомі згинальні моменти в найнебезпечнішому перерізі елемента до (M) і після (M_{tot}) підсилення, а також усі параметри перерізу (рис. 1). Виконують конструювання шпренгеля (призначають $a; a_1; c_1$).

Визначають зусилля у стяжці шпренгеля (розпір):

$$N = (M_{tot} - M_u) / c; \quad (1.1)$$

і площу перерізу стяжки:

$$A_{sp} = N / \gamma_{sp} R_{sp}, \quad (1.2)$$

де γ_{sp} – коефіцієнт умов роботи арматури стяжки, $\gamma_{sp} = 0,8$.

Стяжка передає на ригель розпірне зусилля N і вертикальну реакцію:

$$V = N \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (1.3)$$

які створюють опорний момент

$$M_{on} = N \cdot c_1 \quad (1.4)$$

і прольотний момент

$$M_v = -V \cdot a. \quad (1.5)$$

Сумарний прольотний момент після підсилення

$$M_{np.} = M_{tot} + M_{on} + M_v. \quad (1.6)$$

Приводимо систему зовнішніх сил до однієї сили N з ексцентриситетом

$$e_o = M_{np.} / N \quad (1.7)$$

Тоді ексцентриситет сили N щодо розтягнутої арматури

$$e = e_o + h_o - y.$$

Міцність підсиленого перерізу

$$N \cdot e \leq R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a'). \quad (1.8)$$

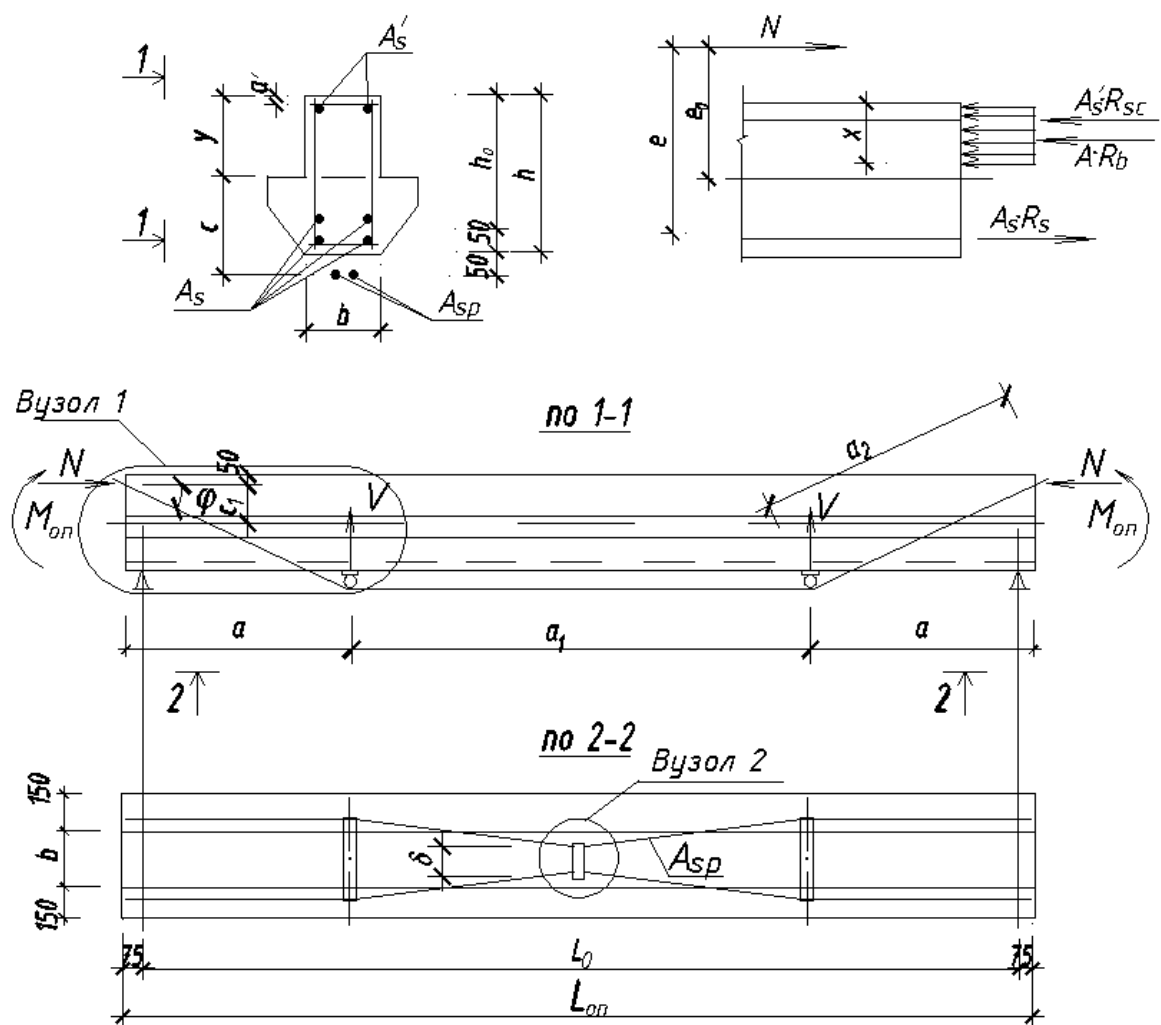


Рис. 1 – Підсилення ригеля шпренгельною стяжкою

Висоту стислої зони визначаємо, виходячи з умови рівноваги:

$$N + R_s A_s = R_b b x + R_{sc} A'_s, \quad (1.9)$$

$$x = (N + A_s R_s - R_{sc} A'_s) / R_b b, \quad (1.10)$$

при цьому повинна дотримуватися умова

$$\xi = \frac{x}{h_o} \leq \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}. \quad (1.11)$$

Практичне заняття № 2

Конструювання шпренгеля

Для включення шпренгеля в спільну роботу з ригелем приймаємо попереднє напруження в ньому $\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа} = 10 \text{ кН/см}^2$.

Необхідне подовження шпренгеля $\Delta l = \sigma_{sp} l / E_{sp}$, де $l = 2a_2 + a_1$, можна одержати зближенням стержнів у центрі прольоту на довжину a_1 .

Зближення стержнів

$$\delta = b - \sqrt{(a_1 + \Delta l)^2 - a_1^2}. \quad (1.12)$$

Студенту необхідно самостійно законструювати вузли (вузол 1, вузол 2 рис. 1) шпренгельної стяжки залежно до призначення будівлі (цивільна або промислова).

Приклад 1. Потрібно підсилити ригель шпренгельною стяжкою (див. мал. 1) при збільшенні згинального моменту в прольоті після реконструкції до $M_{tot} = 411,8$ кН·м. Ригель статично визначений, переріз: $b=25$ см, $h=60$ см, $a'=4$ см, $y=30$ см. Армування: розрахункова арматура 4 $\varnothing 25A400C$ ($A_s = 19,63$ см²); конструктивна арматура 2 $\varnothing 10 A240C$ ($A'_s = 1,57$ см²); конструкція шпренгеля із двох стержнів класу A400C, $a = 142$ см, $a_1 = 295$ см, $c_1 = 25$ см, $c = 35$ см. Бетон класу B25 ($R_b = 1,45$ кН/см²).

Розрахунок. Визначаємо несучу здатність перерізу до підсилення M_u

$$x = \frac{A_s R_s - A'_s R_{sc}}{R_b b} = \frac{19,63 \cdot 37,5 - 1,57 \cdot 22,5}{1,45 \cdot 25} = 19,33 \text{ см},$$

$$M_u = R_b b x (h_o - 0,5x) + A'_s R_{sc} (h_o - a') = 1,45 \cdot 25 \cdot 19,33 (55 - 0,5 \cdot 19,33) + 1,57 \cdot 22,5 (55 - 4) = 335,68 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Зусилля у стяжці шпренгеля (розпір)

$$N = \frac{M_{tot} - M_u}{c} = \frac{411,8 - 335,68}{0,35} = 217,5 \text{ кН}.$$

Переріз стяжки

$$A_{sp} = N / \gamma_{sp} R_{sp} = 217,5 / 0,8 \cdot 37,5 = 7,25 \text{ см}^2.$$

Згідно із сортаментом приймаємо 2 $\varnothing 25A400C$ ($A_{sp} = 9,82$ см²).

$$\text{Реакція шпренгеля на балку } V = N \cdot \tan \varphi = 217,5 \cdot \frac{60}{142} = 91,9 \text{ кН};$$

$$\text{опорний момент } M_{on} = N c_1 = 217,5 \cdot 0,25 = 54,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

прольотний момент від реакції шпренгеля

$$M_v = -V a = -91,9 \cdot 1,42 = -130,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сумарний прольотний момент

$$M_{np} = M_{tot} + M_{on} + M_v = 411,8 + 54,4 - 130,5 = 335,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Приводимо систему сил до однієї зовнішньої сили N з ексцентриситетом:

$$e_o = \frac{M_{np}}{N} = \frac{335,7}{217,5} = 1,54 \text{ м} = 154 \text{ см};$$

$$e = e_o + h_o - y = 154 + 55 - 30 = 179 \text{ см}.$$

Перевіряємо міцність підсиленого перерізу:

$$x = \frac{N + A_s R_s - A'_s R_{sc}}{R_b b} = \frac{217,5 + 19,63 \cdot 37,5 - 1,57 \cdot 22,5}{1,45 \cdot 25} = 25,3 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{25,3}{55} = 0,46 < \xi_R = 0,563, \text{ тоді}$$

$$\begin{aligned} Ne &\leq R_{sc} A'_s (h_o - a') + b R_b x (h_o - 0,5x) = \\ &= 22,5 \cdot 1,57 (55 - 4) + 25 \cdot 1,45 \cdot 25,3 (55 - 0,5 \cdot 25,3) = 40642 \text{ кН} \cdot \text{см} = 406,42 \text{ кН} \cdot \text{м} \\ Ne &= 217,5 \cdot 1,79 = 389,3 \text{ кН} \cdot \text{м} < 406,42 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Міцність після підсилення забезпечена.

Для включення шпренгеля в спільну роботу з ригелем приймаємо попереднє напруження в ньому $\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа} = 10 \text{ кН/см}^2$.

Необхідне подовження шпренгеля

$$\Delta l = \frac{\sigma_{sp} \cdot l}{E_{sp}}, \text{ де } l = 2a_2 + a_1 = 2 \cdot 154,15 + 295 = 603,3 \text{ см}.$$

$$\Delta l = \frac{100 \cdot 603,3}{2,0 \cdot 10^5} = 0,3 \text{ см}.$$

Розраховуємо величину зближення стержнів δ у прольоті для створення попереднього напруження в стяжці:

$$\delta = b - \sqrt{(a_1 + \Delta l)^2 - a_1^2} = 25 - \sqrt{(295 + 0,3)^2 - 295^2} = 25 - 13,3 = 11,7 \text{ см}.$$

Враховуючи податливість вузлів, приймаємо $\delta = 10 \text{ см}$.

Практичне заняття № 3 Розрахунок підсилення ригеля горизонтально напруженою стяжкою

Горизонтальна попередньо напружена затяжка - окремий випадок шпренгельної стяжки, в якій кут нахилу шпренгеля на приопорних ділянках $\varphi=0$. Зусилля у стяжці передається на підсилюваний згинальний елемент нижче осі центру ваги й розташовується на відстані c від неї (рис. 2), а реакція $V=0$.

Зусилля у стяжці N і її переріз A_{sp} визначають за (1.1) і (1.2), опорний момент Nc буде зі знаком « - ».

За аналогією систему сил приводимо до однієї сили N з ексцентриситетом e_o щодо центру ваги перерізу:

$$e_o = \frac{M_{tot} - Nc}{N}. \quad (1.13)$$

Як і у випадку зі шпренгельною стяжкою, міцність перерізу визначаємо за (1.8) з урахуванням x за (1.10) як для позacentрово стиснутого елемента.

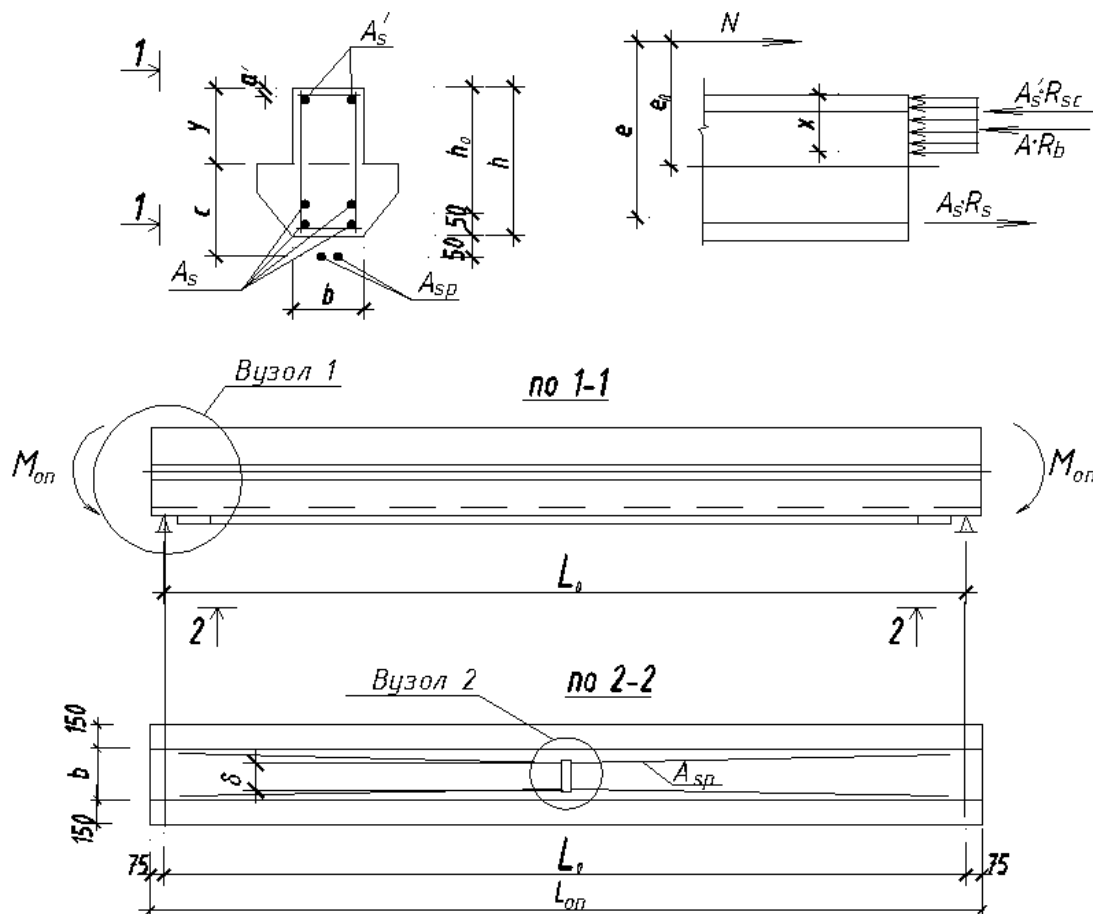


Рис. 2 – Підсилення ригеля горизонтальною стяжкою

Практичне заняття № 4 Конструювання шпренгеля

Горизонтальну стяжку включаємо у спільну роботу з ригелем, створюючи в ньому попереднє напруження $\sigma_{sp} = 10 \text{ кН/см}^2$, яке одержуємо зближенням стержнів у центрі прольоту. Зближення визначаємо за формулою:

$$\delta = b - \sqrt{(l + \Delta l)^2 - l^2}, \quad (1.14)$$

де l , Δl - відповідно довжина стяжки і її подовження, $\Delta l = \frac{l}{E_{sp}}$.

Студенту необхідно самостійно законструювати вузли (вузол 1, вузол 2 рис. 1) горизонтальної стяжки залежно до призначення будівлі (цивільна або промислова).

Приклад 2. Потрібно підсилити ригель горизонтальною стяжкою. Всі дані відповідають прикладу 1, схема армування і підсилення показана на рис. 2.

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = 19,33 \text{ см.}$$

$$M_u = R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a') = 335,7 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$M_{tot} = 398,1 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_u = 335,7 \text{ кН}\cdot\text{м, тобто необхідно підсилити ригель.}$$

Зусилля у стяжці (розпір)

$$N = \frac{M_{tot} - M_u}{c} = 178,3 \text{ кН.}$$

Необхідна площа перерізу стяжки

$$A_{sp} = \frac{N}{\gamma_{sp} R_{sp}} = 5,94 \text{ см}^2.$$

Приймаємо згідно із сортаментом 2Ø20 A400C ($A_{sp} = 6,28 \text{ см}^2$).

Зусилля у стяжці створює момент

$$M_{on} = - N \cdot c = - 178,3 \cdot 0,35 = -62,4 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Сумарний момент у прольоті

$$M_{np} = M_{tot} + M_{on} = 398,1 - 62,4 = 335,7 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Наводимо систему сил до однієї зовнішньої сили N з ексцентриситетом

$$e_o = \frac{M_{np}}{N} = \frac{335,7}{178,3} = 1,88 \text{ м.}$$

$$\text{Тоді } e = e_o + h_o - y = 188 + 55 - 30 = 213 \text{ см.}$$

Визначаємо висоту стиснутої зони x позацентрово стиснутого елемента з умови рівноваги:

$$N + A_s R_s = R_{sc} A'_s + R_b b x,$$

$$x = \frac{N + A_s R_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = 24,3 \text{ см.} \quad \xi = \frac{x}{h_o} = \frac{24,3}{55} = 0,442 < \xi_y = 0,563.$$

Перевіряємо міцність після підсилення. Враховуючи зміну конструктивної і розрахункової схем, несуча здатність після підсилення

$$N \cdot e \leq R_{sc} A'_s (h_o - a') + R_b b x (h_o - 0,5x) = 39547,1 \text{ кН}\cdot\text{см}$$

$$N \cdot e = 178,3 \cdot 2,13 = 379,8 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{u,tot} = 395,5 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Умова виконується, тобто несучої здатності балки після підсилення достатньо для сприйняття додаткового навантаження.

Щоб включити стяжку у спільну роботу з ригелем, необхідно створити в ньому попереднє напруження. Приймаємо $\sigma_{sp} = 10 \text{ кН/см}^2$.

Подовження стяжки

$$\Delta l = \frac{\sigma_{sp} l_o}{E_s} = \frac{100 \cdot 579}{2,0 \cdot 10^5} = 0,289 \text{ см.}$$

Попереднє напруження створюємо шляхом поперечного натягування стяжним болтом, при цьому відстань між стержнями стяжки має бути менше ніж на опорах на $\sqrt{(l + \Delta l)^2 - l^2} = \sqrt{(579 + 0,289)^2 - 579^2} = 18,29 \text{ см.}$

Величина зближення стержнів стяжки у центрі

$$\delta = b - \sqrt{(l + \Delta l)^2 - l^2} = 25 - 18,29 = 6,71 \text{ см.}$$

Приймаємо із запасом на податливість вузлів $\delta = 5 \text{ см.}$

Практичне заняття № 5

Розрахунок підсилення центрально стиснутої колони залізобетонною обіймою

Існуючий переріз залізобетонної колони ($A = b_c h_c$) при заданих коефіцієнті армування μ , класах бетону й арматури, а також з урахуванням розрахункової схеми має несучу здатність N_u .

При додаванні до колони зусилля $N_{tot} > N_u$, підсилення розраховують на різницю зусиль $N_{tot} - N_u$.

Умова міцності підсиленого обіймою перерізу має вигляд

$$N \leq \eta \varphi (R_b A + R_{sc} A'_s) + \eta_{red} \varphi_{red} \gamma_{ad} (R_{b.ad} A_{ad} + R_{sc.ad} A'_{s.ad}). \quad (1.15)$$

Другий доданок у (1.7) являє собою несучу здатність обійми за умови її спільної роботи з основним перерізом підсилюваної колони. Тоді

$$N_{tot} - N_u = \eta_{red} \varphi_{red} \gamma_{ad} (R_{b.ad} A_{ad} + R_{sc.ad} A'_{s.ad}) \quad (1.16)$$

$$i \quad A_{ad} = \frac{N_{tot} - N_u}{\eta_{red} \varphi_{red} \gamma_{ad} (R_{b.ad} - \mu_{ad} R_{sc.ad})}, \quad (1.17)$$

де $\gamma_{ad} = 0,75$ – коефіцієнт умови роботи обійми;

$$\mu_{ad} = \frac{A'_{s.ad}}{A_{ad}} - \text{коефіцієнт армування обійми.}$$

При конструюванні рекомендується приймати міцність бетону і арматури обійми, близьку до міцності для основного перерізу, а для коефіцієнта армування обійми – $\mu_{ad} \approx \mu$. Крім того, приймають

$$\eta_{red} = \eta; \varphi_{red} = \varphi.$$

Тоді $A_{tot} = A + A_{ad}$ і при квадратному перерізі

$$h_{c,tot} = b_{c,tot} = \sqrt{A_{tot}}.$$

Необхідний переріз арматури підсилення

$$A_{s,ad} = \mu_{ad} A_{ad}.$$

Несучу здатність підсиленого перерізу перевіряють за (1.15).

Приклад 3. Центральна стиснута залізобетонна колона довжиною $l_o = 4,3$ м, поперечним перерізом $h_c \times b_c = 30 \times 30$ см = 900 см² з бетону класу В25, робочою поздовжньою арматурою 4Ø22 А400С ($A'_s = 15,2$ см²) має несучу здатність

$$N_u = \eta \cdot \varphi (R_b A + R_{sc} A'_s),$$

де $\eta = 1,0$; $\varphi = 0,898$.

$$N_u = 1,0 \cdot 0,898 (1,45 \cdot 900 + 37,5 \cdot 15,2) = 1683,75 \text{ кН.}$$

У процесі реконструкції будови навантаження на колону збільшилось і складає $N_{tot} = 2500$ кН.

Визначаємо необхідну площу перерізу бетону обойми

$$A_{ad} = \frac{N_{tot} - N_u}{\gamma_{ad} \varphi_{ad} (R_{b,ad} + \mu_{ad} R_{sc,ad})},$$

$$\text{де } \mu_{ad} = \mu = \frac{A'_s}{A} = \frac{15,2}{900} = 0,017;$$

$\gamma_{ad} = 0,75$ – коефіцієнт умов роботи обойми; $\varphi_{ad} = \varphi = 0,898$.

$$A_{ad} = \frac{2500 - 1683,75}{0,75 \cdot 0,898 (1,45 + 37,5 \cdot 0,017)} = 579 \text{ см}^2.$$

Сумарна площа перерізу підсиленої колони

$$A_{tot} = A + A_{ad} = 900 + 579 = 1479 \text{ см}^2.$$

Потрібний розмір квадратного перерізу підсиленої колони

$$h_{c,tot} = \sqrt{A_{tot}} = 38,46 \text{ см.}$$

Враховуючи мінімальну товщину обойми, приймаємо $h_{c,tot} = 40$ см, тоді

$$A_{ad} = A_{tot} - A = 1600 - 900 = 700 \text{ см}^2.$$

Виходячи з умов $\mu_{ad} = \mu$, визначаємо площу перерізу арматури обойми:

$$A'_{s,ad} = \mu \cdot A_{ad} = 0,017 \cdot 700 = 11,9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо згідно із сортаментом 4Ø20 А400С ($A'_{s,ad} = 12,56$ см²).

Перевіряємо міцність підсиленого перерізу

$$\begin{aligned} N_{u,tot} &= \eta \cdot \varphi (R_b A + R_{sc} A'_s + \gamma_{ad} R_{b,ad} A_{ad} + \gamma_{ad} R_{sc,ad} A'_{s,ad}) = \\ &= 1 \cdot 0,898 (1,45 \cdot 900 + 37,5 \cdot 15,2 + 0,75 \cdot 1,45 \cdot 700 + 0,75 \cdot 37,5 \cdot 12,56) = \\ &= 2684,6 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$$N_{tot} = 2500 \text{ кН} < N_{u,tot} = 2684,6 \text{ кН}$$

Умова виконується, тобто міцність підсиленого перерізу забезпечена.

Конструювання підсилення колони залізобетонною обоймою студенти виконують самостійно.

Практичне заняття № 6

Розрахунок підсилення залізобетонної колони сталевую обоймою і попередньо напруженими розпорками

Як і у випадку підсилення залізобетонною обоймою розрахунок виконуємо на збільшення зусилля N_{tot} і несучої здатності N_u підсилюваного перерізу.

Переріз вертикальних стояків обойми з прокатного профілю з розрахунковим опором R_y визначаємо за формулою

$$A_y = (N_{tot} - N_u) / \varphi_y \gamma_y R_y, \quad (1.18)$$

де φ_y - коефіцієнт поздовжнього вигину обойми, приймається рівним для підсилюваної колони; γ_y - коефіцієнт умов роботи сталеві обойми.

За сортаментом підбираємо чотири профілі, установлюємо їх по кутах підсилюваної колони і попарно з'єднуємо на зварюванні поперечним планками з кроком $l_n \leq 40i$, де i - радіус інерції профілю.

Міцність перерізу визначаємо за формулою

$$N \leq \eta \varphi (R_b A + R_{sc} A'_s + \gamma_y A_y R_y). \quad (1.19)$$

При підсиленні попередньо напруженими розпорками розраховуємо їхню стійкість при введенні в роботу. Визначаємо гнучкість $\lambda = 0,5l_o/i$, за таблицями знаходимо коефіцієнт поздовжнього вигину φ і напруження в розпорках:

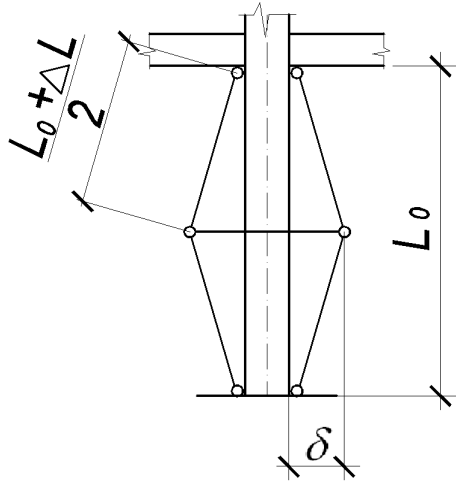
$$\sigma = R_y \varphi. \quad (1.20)$$

Для забезпечення спільної роботи розпірки з підсилюваною колоною створюємо попереднє напруження σ_{sp} в межах 70...100 МПа, дотримуючи умови $\sigma_{sp} < \sigma$.

Початковий зсув стику розпірок від поверхні колони (рис. 3):

$$\delta = \sqrt{\left(\frac{l_o + \Delta l}{2}\right)^2 - \left(\frac{l_o}{2}\right)^2}, \quad (1.21)$$

де $\Delta l = \sigma_{sp} l_o / E_s$ - задане подовження розпірки.



Міцність підсиленого розпорками перерізу перевіряємо за (1.19). Коефіцієнт умови роботи приймаємо $\gamma_y = 0,9$.

Рис 3 – Схема підсилення колони попередньо напруженими розпорками

Приклад 4. Всі дані відповідають прикладу 3. Тому що $N_{tot} = 2500 \text{ кН} > N_u = 1683,75 \text{ кН}$, необхідно підсилити колоно.

Визначаємо переріз розпорок з кутової сталі ($R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$):

$$A_y = \frac{N_{tot} - N_u}{\phi_y \cdot \gamma_y \cdot R_y},$$

де ϕ_y – коефіцієнт поздовжнього згину, приймається з розрахунку колони ϕ ,

γ_y – коефіцієнт умов роботи розпорок, $\gamma_y = 0,9$.

$$A_y = \frac{2500 - 1683,75}{0,898 \cdot 0,9 \cdot 24} = 42,1 \text{ см}^2.$$

За сортаментом металевих прокатів приймаємо $4\angle 90 \times 6$ ($A_y = 42,4 \text{ см}^2$), $i = 2,78 \text{ см}$ (радіус інерції).

Кутки з'єднуємо між собою металевими планками перерізом $80 \times 8 \text{ мм}^2$ кроком $l_n \leq 40i = 40 \cdot 2,78 = 110,8 \text{ см}$. Приймаємо $l_n = 60 \text{ см}$.

Розрахунок стійкості розпорок при введенні їх в роботу

Гнучкість

$$\lambda = \frac{0,5l_o}{i} = \frac{0,5(430 - 60 - 10 + 15)}{2,78} = 67,5. \text{ При } \lambda = 67,5, \phi = 0,767.$$

Напруження в розпорці $\sigma_{sp} = R_y \cdot \phi = 24 \cdot 0,767 = 18,4 \text{ кН/см}^2$.

Для забезпечення спільної роботи розпорок з колоною попереднє напруження в розпорці σ_{sp} при її вводиті в роботу призначаємо в межах $70 \div 100 \text{ МПа} < \sigma = 18,4 \text{ кН/см}^2$. Беремо $\sigma_{sp} = 90 \text{ МПа} = 9 \text{ кН/см}^2$.

Визначаємо початкове зміщення стику розпорок від колони.

Необхідне подовження розпорок

$$\Delta l = \frac{\sigma_{sp} l_o}{E_s} = \frac{90 \cdot 375}{2,0 \cdot 10^5} = 0,169 \text{ см.}$$

Довжина розпорок до монтажу має бути $l_o + \Delta l = 375 + 0,169 = 375,169 \text{ см.}$

Зміщення стику розпорок δ від грані колони

$$\delta = \sqrt{\left(\frac{375,169}{2}\right)^2 - \left(\frac{375}{2}\right)^2} = 5,63 \text{ см.}$$

Враховуючи податливість стиків вузлів, приймаємо $\delta = 10 \text{ см.}$

Перевіряємо міцність підсиленого перерізу:

$$N_{u,tot} = \eta \cdot \phi (R_b A + R_{sc} A'_s + \gamma_y \cdot R_y \cdot A_y) =$$

$$= 1 \cdot 0,898 (1,45 \cdot 900 + 37,5 \cdot 15,2 + 0,9 \cdot 24 \cdot 42,4) = 2506,2 \text{ кН}$$

$$N_{tot} = 2500 \text{ кН} < N_{u,tot} = 2506,2 \text{ кН.}$$

Умова виконується, тобто міцність колони після підсилення забезпечена.

Конструювання підсилення колон цивільної і промислової будівель попередньо напруженими розпорками студенти виконують самостійно.

Практичне заняття № 7

Розрахунок підсилення плит перекриття нарощуванням стиснутої зони перерізу

Вихідною передумовою для розрахунку є припущення про спільну роботу існуючого перерізу і підсилюваного елемента. Зсув по контакту відсутній.

При розрахунку підсилення плит перекриття нарощуванням ураховують додатковий момент, що створюється навантаженням від власної ваги шару бетону товщиною d . Для статично визначеної плити цей момент

$$M_q = 0,125 d \rho_b b_{sup} \gamma_f l_o^2 = dk, \quad (1.22)$$

де ρ_b - щільність бетону нарощування, кН/см^3 ;

b_{sup} - вантажна ширина плити;

l_o - розрахунковий прольот плити;

γ_f - коефіцієнт надійності по навантаженню для власної ваги матеріалу нарощування;

$$k = 0,125 \rho_b b_{\text{sup}} \gamma_f l_o^2. \quad (1.23)$$

З умови рівноваги відповідно для основного і підсиленого перерізів

$$\begin{aligned} x b'_f R_b &= A_s R_s, \\ x_{ad} b'_f R_{b.ad} &= A_s R_s \end{aligned} \quad (1.24)$$

одержуємо співвідношення, що враховує різну міцність бетону, який потрапив у стиснуту зону підсиленого перерізу:

$$x_{ad} = x \beta, \quad (1.25)$$

де $\beta = \frac{R_b}{R_{b.ad}}.$

Залежно від положення нейтральної осі (у шару нарощування або у межах полиці основного перерізу) розрізняють два розрахункових випадки (рис. 4). Якщо висота шару нарощування, що визначається за залежністю

$$d = \frac{M_{\text{tot}} - A_s R_s (h_o - 0,5 x \beta)}{A_s R_s - k}, \quad (1.26)$$

виявиться більше висоти стиснутої зони

$$x_{ad} = A_s R_s / b'_f R_{b.ad},$$

то нейтральна вісь проходить у шарі нарощування. Це перший розрахунковий випадок (рис. 4, а), для якого міцність перерізу визначаємо за залежністю

$$M_{\text{tot}} + M_q \leq A_s R_s (h_{o.ad} - 0,5 x_{ad}), \quad (1.27)$$

$$\text{де } h_{o.ad} = h_o + d.$$

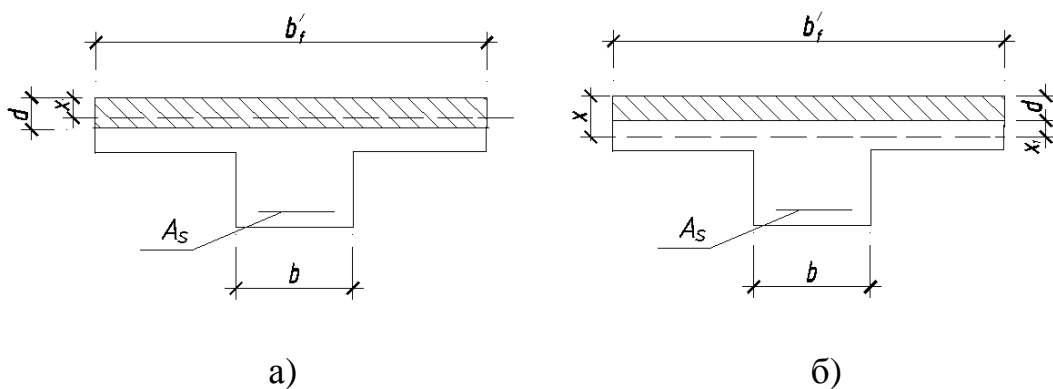


Рис. 4 – Схеми підсилення таврового перерізу:
а – перший випадок; б – другий випадок

$$\text{Якщо} \quad d \leq x_{ad}, \quad (1.28)$$

розрахунок виконуємо за другим випадком (рис. 4, б), в якому висоту стислої зони представляємо сумою за формулою $x = d + x_1$. Висоту перерізу нарощування визначаємо за формулою (1.26), а складову x_1 за залежністю

$$x_1 = \frac{A_s R_s - R_{b.ad} b'_f d}{R_b b'_f}. \quad (1.29)$$

Міцність підсиленого перерізу повинна задовольняти умові

$$M_{tot} + M_q = R_{b.ad} b'_f d (h_o + 0,5d) + R_b b'_f x_1 (h_o - 0,5x_1). \quad (1.30)$$

Якщо міцності бетону основного перерізу й перерізу нарощування прийняті однаковими ($R_b = R_{b.ad}$, $\beta = 1,0$), формула (1.26) набуває вигляду

$$d = \frac{M_{tot} - M_u}{A_s R_s - k}, \quad (1.31)$$

де $M_u = A_s R_s (h_o - 0,5x)$ - несуча здатність нормального перерізу до підсилення.

Приклад 5. Підсилити нарощуванням стиснутої зони збірну залізобетонну ребристу плиту, що має наступні геометричні характеристики:

$$b_{sup} = 150 \text{ см}, b'_f = 146 \text{ см}, h = 35 \text{ см}, h_o = 30 \text{ см}, h'_f = 5 \text{ см}, l_o = 600 \text{ см}.$$

Бетон плити класу В20 ($R_b = 1,15 \text{ кН/см}^2$), арматура 2Ø28А300С ($A_s = 12,32 \text{ см}^2$).

Згинальний момент у прольоті плити після підсилення $M_{tot} = 12000 \text{ кН·см}$.

Бетон нарощування класу В30 ($R_{b.ad} = 1,45 \text{ кН/см}^2$).

Розрахунок. Визначаємо висоту стиснутої зони бетону плити:

$$x = \frac{A_s R_s}{b'_f R_b} = \frac{12,32 \cdot 28,0}{146 \cdot 1,15} = 2,05 \text{ см} > h'_f = 5 \text{ см}.$$

Тоді несуча здатність до підсилення

$$\begin{aligned} M_u &= R_b b'_f x (h_o - 0,5x) = 1,15 \cdot 146 \cdot 2,05 (30 - 1,025) = \\ &= 9973 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{tot} = 12000 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

Оскільки $M_u < M_{tot}$, необхідно виконати підсилення.

$$\beta = \frac{R_b}{R_{b.ad}} = \frac{1,15}{1,45} = 0,79;$$

$$d = \frac{M_{tot} - A_s R_s (h_o - 0,5x\beta)}{A_s R_s - k} = \frac{12000 - 12,32 \cdot 28,0 (30 - 0,5 \cdot 2,05 \cdot 0,79)}{12,32 \cdot 28,0 - 158,95} = 10,38 \text{ см},$$

$$\text{де } k = 0,125 \rho_b b_{sup} \gamma_f l_o^2 = 0,125 \cdot 20 \cdot 10^{-6} \cdot 146 \cdot 1,1 \cdot 600^2 = 158,95 \text{ кН}.$$

Знаходимо

$$x_{ad} = \frac{A_s R_s}{b'_f R_{b.ad}} = \frac{12,32 \cdot 28,0}{146 \cdot 1,45} = 1,63 \text{ см.}$$

Оскільки $d = 10,38 \text{ см} > x_{ad} = 1,63 \text{ см}$, маємо перший розрахунковий випадок. Приймаємо із запасом $d = 11 \text{ см}$ і перевіряємо міцність підсиленого перерізу:

$$M_{u.tot} = A_s R_s (h_{o.ad} - 0,5 x_{ad}) = 12,32 \cdot 28,0 ((30 + 11) - 0,5 \cdot 1,63),$$

$$M_{u.tot} = 13862 \text{ кН} \cdot \text{см} > M_{tot} + M_q = 12000 + 1748 = 13748 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Міцність підсиленого перерізу забезпечена.

Практичне заняття № 8

Підсилення кам'яних несучих елементів будівель Розрахунок підсилення простінку металевою обоймою

Металеву обойму конструюють із двох основних елементів – вертикальних металевих кутиків, що установлюються по кутах простінків або стовпів на цементному розчині й поперечних планок зі смугової сталі, що виконують роль хомутів. Крок планок приймають не більше меншого розміру перерізу та не більше 500 мм. У хомутах рекомендується створювати попереднє напруження. Для цього їх приварюють до вертикальних стійок одночасно з двох сторін у нагрітому до 100°C стані.

Для захисту від корозії металеву обойму штукатурять цементно-піщаним розчином товщиною 25...30 мм.

Основними факторами, що впливають на ефективність обойми, є: відсоток поперечного армування, клас бетону, стан кладки та схема передачі зусилля на конструкцію.

Підсилену металеву обоймою цегельну кладку при центральному й позакентровому стиску (при $e_0 \leq 0,17h$) розраховують за формулою:

$$N \leq m_g \varphi \psi \left[\left(\gamma_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + R_{sc} A'_s \right], \quad (1.32)$$

де: $\gamma_k = 1,0$; $\gamma_k = 0,7$ – коефіцієнт умов роботи кладки відповідно без ушкоджень і з тріщинами;

$\mu = \left[\frac{2A_{sw}(h+b)}{S \cdot b \cdot h} \right] \cdot 100\%$ – відсоток армування кладки поперечними планками;

A_{sw} – площа поперечного перерізу планок;

h, b – розміри перерізу елемента;

S – крок планок;

R_{sc}, R_{sw} - розрахунковий опір відповідно поздовжніх кутиків й поперечних планок;

A'_s - площа перерізу поздовжніх кутиків металевої обойми.

Коефіцієнти m_g та φ приймають як для звичайної неармованої кладки.

При центральному стиску приймають $\psi = 1,0$; $\eta = 1,0$, а при позацентровому - $\psi = 1 - \frac{2e_o}{h}$; $\eta = 1 - \frac{4e_o}{h}$.

Приклад 6. Треба підсилити цегляний простінок цивільного будинку перерізом $h = 64$ см, $b = 128$ см, висотою поверхів $l_o = 2,8$ м. Цегла глиняна пластичного пресування марки 75 на розчині марки 25 ($\alpha = 1000$; $R = 0,11$ кН/см²). Кладка не пошкоджена. На простінок діє зусилля $N = 1600$ кН і згинальний момент

$$M = 80 \text{ кН}\cdot\text{м}. \text{ Відносний ексцентриситет } e_o = \frac{M}{N} = \frac{8000}{1600} = 5 \text{ см}.$$

Підсилення виконується металевою обоймою із сталі (рис. 5) прокатного профілю, при цьому обойма передає зусилля з двох сторін.

Приймаємо вихідні дані: $\gamma_k = 1,0$; $m_g = 1,0$;

$R_{sc} = 20$ кН/см²; $R_{sw} = 16,5$ кН/см² (згідно із табл. 7 додатку 1).

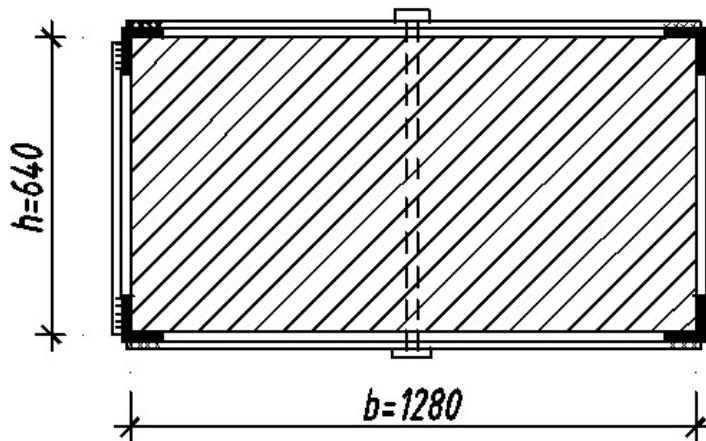


Рис. 5 – Підсилення кам'яного простінку металевою обоймою

Визначаємо розрахункові параметри:

$$\psi = 1 - \frac{2e_o}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 5}{64} = 0,843; \quad \eta = 1 - \frac{4e_o}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 5}{64} = 0,687;$$

$$\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{280}{64} = 4,375; \quad \lambda_{hc} = \frac{l_o}{h - 2e_o} = \frac{280}{64 - 2 \cdot 5} = 5,18;$$

Згідно з табл. 8 додатку 1 знаходимо

$$\varphi = 0,99; \varphi_c = 0,97; \varphi_l = 0,5(\varphi_c + \varphi) = 0,5(0,97 + 0,99) = 0,98.$$

Вертикальну арматуру обійми приймаємо з 4-х кутків перерізом 80×6 ($A'_s = 37,52 \text{ см}^2$).

Складне зусилля, що сприймається поперечними планками

$$\begin{aligned} N_{sw} &= \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \cdot A = \frac{N}{m_g \varphi \psi} - \gamma_k R \cdot A - R_{sc} A'_s = \\ &= \frac{1600}{1 \cdot 0,98 \cdot 0,843} - 1 \cdot 0,11 \cdot 64 \cdot 128 - 37,52 \cdot 20 = 285,2 \text{ кН} \end{aligned}$$

Потрібний процент поперечного армування отримуємо з формули

$$\begin{aligned} N_{sw} &= \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \cdot A = 285,2 - 0,687 \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{16,5}{100} \cdot 64 \cdot 128 = \\ &= 285,2 - 928,6 \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} = 0. \end{aligned}$$

$$\mu = 0,177 > 0,1\%.$$

Приймаємо крок поперечних планок за висотою $S = 50 \text{ см}$, тоді площа перерізу однієї планки

$$A_{sw} = \frac{\mu \cdot h \cdot b \cdot S}{2 \cdot 100(h + b)} = \frac{0,177 \cdot 64 \cdot 128 \cdot 50}{2 \cdot 100(64 + 128)} = 1,89 \text{ см}^2.$$

Визначаємо смугу перерізом 60×6 ($A_{sw} = 360 \text{ мм}^2 = 3,6 \text{ см}^2$).

Перевіряємо міцність підсиленого кам'яного простінку:

$$\begin{aligned} m_g \varphi \psi \left[\left(\gamma_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + R_{sc} A'_s \right] &= \\ = 1 \cdot 0,98 \cdot 0,843 \left[\left(1 \cdot 0,11 + 0,687 \frac{2,5 \cdot 0,177}{1 + 2,5 \cdot 0,177} \cdot \frac{16,5}{100} \right) 64 \cdot 128 + 20 \cdot 37,52 \right] &= \\ = 1600,2 \text{ кН} \approx 1600 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Міцність простінку забезпечена.

Практичне заняття № 9

Розрахунок підсилення простінку залізобетонною обіймою

Залізобетонну обійму виконують з бетону не нижче класу В10, армують вертикальною поздовжньою арматурою із сталі класів А240С, А400С і поперечною арматурою класу А240С. Крок хомутів приймають не більш 150 мм.

Підсилену залізобетонною обоймою цегельну кладку при центральному й позacentровому стиску (при $e_o \leq 0,17h$) розраховують за формулою:

$$N \leq m_g \varphi \cdot \psi \left[\left(\gamma_k R + \eta \frac{3\mu}{1+\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + \gamma_b R_b A_b + R_{sc} A'_s \right], \quad (1.33)$$

де: $\gamma_k = 1,0$; $\gamma_k = 0,7$ – коефіцієнт умов роботи кладки відповідно без ушкоджень і з тріщинами;

$$\mu = \left[\frac{2A_{sw}(h+b)}{S \cdot b \cdot h} \right] \cdot 100\% \text{ – відсоток армування кладки хомутами;}$$

A_{sw} – площа поперечного перерізу хомутів;

h, b – розміри перерізу елемента;

S – крок хомутів;

R_{sc}, R_{sw} – розрахунковий опір відповідно поздовжньої арматури і хомутів;

A'_s – площа перерізу поздовжньої арматури залізобетонною обойми;

$\gamma_b = 1,0$; $\gamma_b = 0,7$; $\gamma_b = 0,35$ – коефіцієнти умов роботи бетону в обоймі при передачі навантаження по торцям;

A_b – площа перерізу бетону обойми.

Коефіцієнти m_g та φ приймають як для звичайної неармованої кладки.

При центральному стиску приймають $\psi = 1,0$; $\eta = 1,0$, а при позacentровому - $\psi = 1 - \frac{2e_o}{h}$; $\eta = 1 - \frac{4e_o}{h}$.

Приклад 7. Треба підсилити цегляний простінок цивільного будинку перерізом $h = 64$ см, $b = 128$ см, висотою поверхів $l_o = 2,4$ м. Цегла глиняна пластичного пресування марки 75 на розчині марки 25 ($\alpha = 1000$; $R = 0,11$ кН/см²). Кладка не пошкоджена. На простінок діють зусилля $N = 1500$ кН і згинальний момент $M = 70$ кН·м. Відносний ексцентриситет $e_o = \frac{M}{N} = \frac{7000}{1500} = 4,7$ см. Обойму виконуємо товщиною 50 мм (рис. 6) з бетону класу В15 ($R_b = 0,85$ кН/см²), тоді площа $A_b = 74 \times 138 - 64 \times 128 = 2020$ см². Обойма передає навантаження на торцях, тому коефіцієнт умов роботи $\gamma_b = 0,35$. Кладка не пошкоджена, тому $\gamma_k = 1,0$; $m_g = 1,0$.

Приймаємо армування обойми поздовжніми стержнями $\varnothing 16$ А400С ($R_{sc} = 5,75$ КН/см² згідно з табл. 7 додатку 1). Всього 10 $\varnothing 16$ А400С ($A'_s = 20,1$ см²): стержні розміщуємо по 4 $\varnothing 16$ в межах довгих сторін перерізу і по 1 $\varnothing 16$ біля коротких сторін.

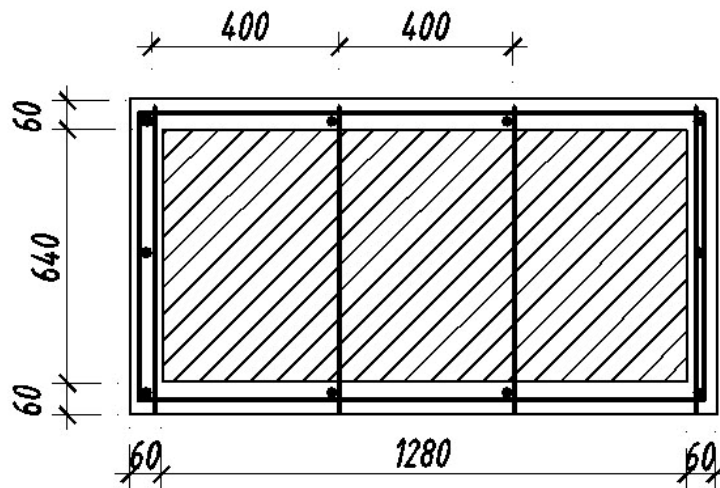


Рис. 6 – Підсилення кам'яного простінку залізобетонною обоймою

Установлюємо по периметру перерізу простінку сітку із стержнів діаметром 5 Вр1 з чарункою 15×15 см. В розрахунку враховуємо тільки горизонтальні стержні сітки ($R_{sc} = 22 \text{ кН/см}^2$, табл. 7 додатку1).

Крім того, поперечну арматуру встановлюємо у вигляді стержнів-зв'язків $\varnothing 16 \text{ A240C}$ ($R_{sw} = 15,5 \text{ кН/см}^2$, табл. 7 додатку 1), пропущених крізь стіну, заанкерених кінцями в обойму. Стержні по ширині перерізу встановлюємо з кроком 40 см, тобто $4\varnothing 16$ ($A_{sw} = 8,04 \text{ см}^2$), по висоті кроком $S = 45 \text{ см}$. У межах кроку стержнів по висоті враховуємо по три стержня сітки ($A_{sw} = 0,589 \text{ см}^2$), розташованих з кроком 15 см. Довжина кожного стержня сітки (хомута) прийнята $B = 2 \cdot 128 + 2 \cdot 64 = 384 \text{ см}$.

Розрахунок. Визначаємо об'ємний відсоток армування кладки

- поперечними стержнями

$$\mu = \frac{A_{sw} h}{S \cdot b \cdot h} \cdot 100 = \frac{8,04 \cdot 64}{45 \cdot 128 \cdot 64} \cdot 100 = 0,14\%,$$

- горизонтальними стержнями сітки

$$\mu_c = \frac{A_{sw} B}{S \cdot b \cdot h} \cdot 100 = \frac{0,589 \cdot 384}{45 \cdot 128 \cdot 64} \cdot 100 = 0,06\%.$$

$$\mu + \mu_c = 0,14 + 0,06 = 0,2\% > 0,1\%.$$

Визначаємо розрахункові параметри

$$\psi = 1 - \frac{2e_o}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 4,7}{64} = 0,853; \quad \eta = 1 - \frac{4e_o}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 4,7}{64} = 0,71.$$

Коефіцієнт φ_1 знаходимо з урахуванням товщини обойми при $\alpha = 1000$ згідно з табл. 8 додатку 1:

$$\lambda_p = \frac{l_o}{h_{tot}} = \frac{240}{74} = 3,24, \quad \text{тоді } \varphi = 1,0;$$

$$\lambda_h = \frac{l_o}{h_{tot} - 2 \cdot 4} = \frac{240}{74 - 8} = 3,64, \quad \text{тоді } \varphi_c = 1,0, \quad \varphi_l = 1,0.$$

Тоді міцність підсиленого простінку

$$\begin{aligned} N &\leq m_g \varphi \cdot \psi \left[\left(\gamma_k R + \eta \frac{3\mu}{1+\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + \gamma_b R_b A_b + R_{sc} A'_s \right] = \\ &= 1 \cdot 1 \cdot 0,853 \left[\left(1,0 \cdot 0,11 + 0,71 \frac{3 \cdot 0,14}{1 + 0,14} \cdot \frac{15,5}{100} + 0,71 \frac{3 \cdot 0,06}{1 + 0,06} \cdot \frac{22}{100} \right) 64 + \right. \\ &\left. + 1,0 \cdot 2020 \cdot 0,85 + 20,1 \cdot 5,75 \right] = 1572,8 \text{ кН} > N = 1500 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Умова виконується, тобто міцність простінку, підсиленого залізобетонною обоймою, забезпечена.

Список джерел

1. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К : Минстрой Украины, 2006. – 60 с.
3. ДБН В.2.6-162:2010 Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення.
4. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.
5. Бондаренко В. М. Железобетонные и каменные конструкции. – М. : Высшая школа, 1987. – 383 с.
6. Барашиков А. Я. Залізобетонні конструкції. – К. : Вища школа, 1995.
7. Вахненко П.Ф., Павликов А.М. та ін. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа, 1999 – 508 с.
8. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.:Стройиздат, 1991.
9. Молодченко Г.А., Гринь В.И. Реконструкция и усиление зданий и сооружений. – К.: ІСДО, 1993.

Таблиця 1 - Розрахункові опори важкого бетону і його початковий модуль пружності, МПа

Розрахункові параметри	Клас бетону за міцністю при стисканні							
	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
Для першої групи граничних станів								
Осьовий стиск (призмova міцність) R_b	6	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0
Осьовий розтяг R_{bt}	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,2	1,3	1,4
Початковий модуль пружності бетону E_b	$18 \cdot 10^3$	$21 \cdot 10^3$	$23 \cdot 10^3$	$27 \cdot 10^3$	$30 \cdot 10^3$	$32,5 \cdot 10^3$	$34,5 \cdot 10^3$	$36 \cdot 10^3$

Таблиця 2 - Розрахункові опори і модуль пружності арматури, МПа

Клас арматури	Розрахунковий опір			Модуль пружності E_s
	Для розрахунку за першою групою граничних станів			
	Розтягу		Стиску	
	R_s	R_{sw}	R_{sc}	
Стержньова арматура класу				
A240C	225	175	225	$21 \cdot 10^4$
A400C Ø6...8	365	290	365	$20 \cdot 10^4$
Ø10...40	375	290	375	$20 \cdot 10^4$
Дротяна арматура класу Вр-1				
Ø3 мм	375	270	375	$17 \cdot 10^4$
Ø4 мм	365	265	365	$17 \cdot 10^4$
Ø5 мм	360	260	360	$17 \cdot 10^4$

Таблиця 3 - Геометричні характеристики перерізу

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,24	0,88	0,211	0,47	0,765	0,36
0,02	0,99	0,02	0,25	0,875	0,219	0,48	0,76	0,365
0,03	0,985	0,03	0,26	0,87	0,226	0,49	0,755	0,37
0,04	0,98	0,039	0,27	0,865	0,234	0,50	0,75	0,375
0,05	0,975	0,049	0,28	0,86	0,241	0,51	0,745	0,38
0,06	0,97	0,058	0,29	0,855	0,248	0,52	0,74	0,385
0,07	0,965	0,068	0,30	0,85	0,255	0,53	0,735	0,39
0,08	0,960	0,077	0,31	0,845	0,262	0,54	0,73	0,394
0,09	0,955	0,086	0,32	0,84	0,269	0,55	0,725	0,399
0,10	0,95	0,095	0,33	0,835	0,276	0,56	0,72	0,403
0,11	0,945	0,104	0,34	0,83	0,282	0,57	0,715	0,407
0,12	0,94	0,113	0,35	0,825	0,289	0,58	0,71	0,412
0,13	0,935	0,122	0,36	0,82	0,295	0,59	0,705	0,416
0,14	0,93	0,13	0,37	0,815	0,302	0,6	0,70	0,42
0,15	0,925	0,139	0,38	0,81	0,308	0,61	0,695	0,424
0,16	0,95	0,147	0,39	0,805	0,314	0,62	0,69	0,428
0,17	0,915	0,156	0,40	0,80	0,32	0,63	0,685	0,432
0,18	0,91	0,164	0,41	0,795	0,326	0,64	0,68	0,435
0,19	0,905	0,172	0,42	0,79	0,332	0,65	0,675	0,439
0,20	0,90	0,18	0,43	0,785	0,335	0,66	0,67	0,442
0,21	0,895	0,188	0,44	0,78	0,343	0,67	0,665	0,446
0,22	0,89	0,196	0,45	0,775	0,349	0,68	0,66	0,449
0,23	0,885	0,204	0,46	0,77	0,354	0,69	0,655	0,452

Таблиця 4 - Коефіцієнти φ_b і φ_r

φ_b									φ_r								
$\frac{N_l}{N}$	При l_o/h_c								$\frac{N_l}{N}$	При l_o/h_c							
	≤ 6	8	10	12	14	16	18	20		≤ 6	8	10	12	14	16	18	20
0	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89	0.88	0.86	0.84	0	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89	0.88	0.86	0.84
0.5	0.92	0.91	0.9	0.89	0.86	0.82	0.78	0.72	0.5	0.92	0.92	0.91	0.89	0.88	0.86	0.83	0.79
1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.82	0.76	0.69	0.61	1	0.92	0.91	0.9	0.89	0.87	0.84	0.79	0.74

Таблиця 5 - Коефіцієнти ξ_y і A_y

Клас арматури	γ_2	B15 ($R_b = 8,5$ МПа)		B20 ($R_b = 11,5$ МПа)		B25 ($R_b = 14,5$ МПа)		B30 ($R_b = 17,0$ МПа)	
		ξ_y	A_y	ξ_y	A_y	ξ_y	A_y	ξ_y	A_y
A400C	1.0	0.618	0.427	0.590	0.416	0.563	0.404	0.541	0.395
$R_s = 375$	0.9	0.646	0.437	0.618	0.427	0.591	0.416	0.568	0.407

Таблиця 6 - Сортамент арматури

Діаметр мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² , при кількості стержнів									Теоре- тична вага, кг	Діаметри для арматури класів		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	Bp-1
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055			+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099			+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154			+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+	
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+	
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+	
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+	
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+	
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+	
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+	
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+	
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+	
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+	

Примітка: Знак “+” визначає наявність діаметра в сортаменті для арматури даного класу

Таблиця 7 - Розрахункові опори сталі в обіймі

Вид армування	R_{sc}, R_{sw} , МПа		
	Сталь класу		Дротяна арматура класу Вр1
	A240C, смугова і кутикова	A400C	
Поперечна арматура	155	200	220
Поздовжня арматура без безпосередньої передачі навантаження на обійму	45	57,5	-
Те саме при передачі навантаження з однієї сторони	135	165	-
Те саме з двох сторін	200	250	-

Таблиця 8 - Коефіцієнт поздовжнього згину кладки φ

Гнучкість		φ при пружній характеристиці α					
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200
4	14	1,00	1,00	1,00	0,98	0,97	0,90
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60
12	42	0,88	0,84	0,79	0,79	0,67	0,51
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,50	0,37
18	63	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45	0,32
20	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,20
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,10	0,07
50	173	0,17	0,15	0,13	0,10	0,08	0,05
54	187	0,13	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04

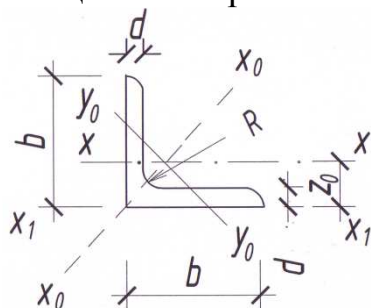
Примітка: Для проміжних значень λ коефіцієнт φ визначаємо за інтерполяцією.

Таблиця 9 – Коефіцієнти φ поздовжнього згину центрально стиснутих сталевих елементів

Гнучкість	Коефіцієнти φ для елементів із сталі з розрахунковим опором R_y , МПА (кгс/см ²)											
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057

Примітка. Значення коефіцієнтів φ в таблиці збільшені в 1000 разів.

Таблиця 10 – Сортамент прокатної сталі. Сталь прокатна кутова рівнобока (вибірка з ГОСТ 8509-57)



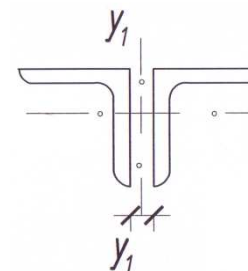
П о з н а ч е н н я:

b – ширина полиці

d – момент полиці

J – момент інерції

r – радіус інерції



Розміри кутків, мм		R, мм	Площа перерізу $A_y, \text{м}^2$	Вага 1 пог.м, кг	Відстань цетра ваги z_0 , см	Ось x-x		Ось x_1-x_1	Ось x_0-x_0		Ось y_0-y_0		Радіуси інерції i_{y2} для двох кутиків при δ , мм			
b	d					I_x см	i_x см		I_{x0} см	i_{x0} см	I_{y0} см	i_{y0} см	$\delta=8$	$\delta=10$	$\delta=12$	$\delta=14$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
45	4	5	3,48	2,73	1,26	6,63	1,38	12,1	10,5	1,74	2,74	0,89	2,16	2,24	2,32	2,40
	5		4,29	3,37	1,30	8,03	1,37	15,3	12,7	1,72	3,33	0,88	2,18	2,26	2,34	2,42
50	4	5,5	3,89	3,05	1,38	9,21	1,54	16,6	14,6	1,94	3,80	0,99	2,35	2,43	2,51	2,59
	5		4,80	3,77	1,42	11,2	1,53	20,9	17,8	1,92	4,63	0,98	2,38	2,45	2,53	2,61
56	4	6	4,38	3,44	1,52	13,1	1,73	23,3	20,8	2,18	5,41	1,11	2,58	2,66	2,73	2,81
	5		5,41	4,25	1,57	16,0	1,72	29,2	25,4	2,16	6,59	1,10	2,61	2,72	2,77	2,85
63	4	7	4,96	3,90	1,69	18,9	1,95	33,1	29,9	2,45	7,81	1,25	2,86	2,93	3,01	3,09
	5		6,13	4,81	1,74	23,1	1,94	41,5	36,6	2,44	9,52	1,25	2,89	2,96	3,04	3,12
	6		7,23	5,72	1,78	27,1	1,93	50,0	42,9	2,43	11,2	1,24	2,90	2,99	3,06	3,14
70	4,5	10,7	6,20	4,87	1,88	29,0	2,16	51,0	46,0	2,72	12,0	1,39	3,14	3,21	3,29	3,37
	5		6,86	5,38	1,90	31,9	2,16	56,7	50,7	2,72	13,2	1,39	3,16	3,23	3,30	3,38
	6		8,15	6,39	1,94	37,6	2,15	68,4	59,6	2,71	15,5	1,38	3,18	3,25	3,33	3,40
	7		9,42	7,39	1,99	43,0	2,14	80,1	68,2	2,69	17,8	1,37	3,20	3,28	3,36	3,44
	8		10,7	8,37	2,02	48,2	2,13	91,9	76,4	2,68	20,0	1,37	3,22	3,29	3,37	3,45

Продовження таблиці 10

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
75	5	9	7,39	5,80	2,02	39,5	2,31	69,6	62,6	2,91	16,4	1,49	3,35	3,42	3,49	3,57
	6		8,78	6,89	2,06	46,6	2,30	83,9	73,9	2,90	19,3	1,48	3,30	3,44	3,52	3,60
	7		10,1	7,96	2,10	53,3	2,29	98,3	84,6	2,89	22,1	1,48	3,40	3,47	3,54	3,62
	8		11,5	9,02	2,15	59,8	2,28	113,0	94,9	2,87	24,8	1,47	3,43	3,50	3,57	3,65
	9		12,8	10,1	2,18	66,1	2,27	127	105	2,86	27,5	1,46	3,44	3,51	3,59	3,67
80	5,5	9	8,63	6,78	2,17	52,7	2,47	93,2	83,6	3,11	21,8	1,59	3,57	3,64	3,71	3,79
	6		9,38	7,36	2,19	57,0	2,47	102	90,4	3,11	23,5	1,58	3,58	3,65	3,72	3,80
	7		10,8	8,51	2,23	65,3	2,45	119	104	3,09	27,0	1,58	3,60	3,67	3,75	3,82
	8		12,3	9,65	2,27	73,4	2,44	137	116	3,08	30,3	1,57	3,62	3,69	3,77	3,84
90	6	10	10,6	8,33	2,43	82,1	2,78	145	130	3,50	34,0	1,79	3,96	4,04	4,11	4,19
	7		12,3	9,64	2,47	94,3	2,77	169	150	3,49	38,9	1,78	3,99	4,06	4,13	4,21
	8		13,9	10,9	2,51	106	2,76	194	168	3,48	43,8	1,77	4,01	4,08	4,16	4,23
	9		15,6	12,2	2,55	111,8	2,75	219	186	3,46	48,6	1,77	4,04	4,11	4,19	4,25
100	6,5	12	12,8	10,1	2,68	122	3,09	214	193	3,88	50,7	1,99	4,36	4,43	4,50	4,57
	7		13,8	10,8	2,71	131	3,08	231	207	3,88	54,2	1,98	4,38	4,45	4,52	4,59
	8		15,6	12,2	2,75	147	3,07	265	233	3,87	60,9	1,98	4,40	4,47	4,54	4,62
	10		19,2	15,1	2,83	179	3,05	333	284	3,84	74,1	1,96	4,44	4,52	4,59	4,66
	12		22,8	17,9	2,91	209	3,03	402	331	3,81	86,9	1,95	4,48	4,56	4,63	4,71
	14		26,3	20,6	2,99	237	3,00	472	375	3,78	99,3	1,94	4,53	4,60	4,68	4,76
	16		29,7	23,3	3,06	264	2,98	542	416	3,74	112	1,94	4,57	4,64	4,72	4,80
110	7	12	15,2	11,9	2,96	176	3,40	308	279	4,29	72,7	2,19	4,76	4,85	4,92	5,00
	8		17,2	13,5	3,00	198	3,39	353	315	4,28	81,8	2,18	4,80	4,87	4,95	5,02
125	8	14	19,7	15,5	3,36	294	3,87	516	467	4,87	122	2,49	5,30	5,46	5,53	5,60
	9		22,0	17,3	3,40	327	3,86	582	520	4,86	135	2,48	5,41	5,48	5,56	5,63
	10		24,3	19,1	3,45	360	3,85	649	571	4,84	149	2,47	5,44	5,52	5,58	5,66
	12		28,9	22,7	3,53	422	3,82	782	670	4,82	174	2,46	5,48	5,55	5,62	5,70
	14		33,4	26,2	3,61	482	3,80	916	764	4,78	200	2,45	5,52	5,60	5,67	5,75
	16		37,8	29,6	3,68	539	3,78	1051	853	4,75	224	2,44	5,56	5,63	5,72	5,78

Продовження таблиці 10

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
140	9	14	24,7	19,4	3,78	466	4,34	818	739	5,47	192	2,79	6,02	6,10	6,16	6,24
	10		27,3	21,5	3,82	512	4,33	911	814	5,46	211	2,78	6,05	6,12	6,19	6,26
	12		32,5	25,5	3,90	602	4,31	1097	957	5,43	248	2,76	6,08	6,15	6,25	6,30
160	10	16	31,4	24,7	4,30	774	4,96	1356	1229	6,25	319	3,19	6,84	6,91	6,97	7,05
	11		34,4	27,0	4,35	844	4,95	1494	1341	6,24	348	3,18	6,86	6,93	7,00	7,07
	12		37,4	29,4	4,39	913	4,94	1633	1450	6,23	376	3,17	6,88	6,95	7,02	7,09
	14		43,3	34,0	4,47	1046	4,92	1911	1662	6,20	431	3,16	6,91	6,98	7,05	7,13
	16		49,1	38,5	4,55	1175	4,89	2191	1866	6,17	485	3,14	6,95	7,03	7,10	7,18
	18		54,8	43,0	4,63	1299	4,87	2472	2061	6,13	537	3,13	7,00	7,07	7,14	7,22
	20		60,4	47,4	4,70	1419	4,85	2756	2248	6,10	589	3,12	7,04	7,11	7,18	7,26
180	11	16	38,8	30,5	4,85	1216	5,60	2128	1933	7,06	500	3,59	7,67	7,74	7,81	7,82
	12		42,2	33,1	4,89	1317	5,59	2324	2093	7,04	540	3,58	7,69	7,76	7,83	7,84
200	12	18	47,1	37,0	5,37	1823	6,22	3182	2896	7,84	749	3,99	8,48	8,55	8,62	8,69
	13		50,9	39,9	5,42	1961	6,21	3452	3116	7,83	805	3,98	8,50	8,58	8,64	8,71
	14		54,6	42,8	5,46	2097	6,20	3722	3333	7,81	861	3,97	8,52	8,60	8,66	8,73
	16		62,0	48,7	5,54	2363	6,17	4264	3755	7,78	970	3,96	8,56	8,64	8,70	8,77
	20		76,5	60,1	5,70	2871	6,12	5355	4560	7,72	1182	3,93	8,65	8,72	8,79	8,86
	25		94,3	74,0	5,89	3466	6,06	6733	5494	7,63	1438	3,91	8,74	8,81	8,88	8,95
	30		111,5	87,6	6,07	4020	6,00	8130	6351	7,55	1688	3,89	8,83	8,90	8,97	9,05
220	14	21	60,4	47,4	5,93	2814	6,83	4941	4470	8,60	1159	4,38	9,31	9,37	9,45	9,52
	16		68,6	53,8	6,02	3175	6,81	5661	5045	8,58	1306	4,36	9,35	9,42	9,49	9,56
250	16	24	78,4	61,5	6,75	4717	7,76	8286	7492	9,78	1942	4,98	10,55	10,62	10,68	10,75
	18		87,7	68,9	6,83	5247	7,73	9342	8337	9,75	2158	4,96	10,59	10,65	10,72	10,80
	20		97,0	76,1	6,91	5765	7,71	10401	9160	9,72	2370	4,94	10,62	10,69	10,76	10,83
	22		106,1	83,3	7,00	6270	7,69	11464	9961	9,69	2579	4,93	10,67	10,74	10,81	10,88
	25		119,7	94,0	7,11	7006	7,65	13064	11125	9,64	2887	4,91	10,72	10,79	10,86	10,93
	28		133,1	104,5	7,23	7717	7,61	14674	12244	9,59	3190	4,86	10,78	10,85	10,92	10,99
	30		142,0	111,4	7,31	8177	7,59	15753	12965	9,56	3389	4,89	10,82	10,89	10,96	11,03

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

Методичні вказівки
до практичних занять
з курсу

«ОБСТЕЖЕННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ БУДІВЕЛЬ»

*(для студентів 5 курсу денної і 6 курсу заочної форм навчання
та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010103,
8.06010103 «Міське будівництво та господарство»)*

Укладачі: ПСУРЦЕВА Ніна Олексіївна,
ЗОЛОТОВ Сергій Михайлович

Відповідальний за випуск *к.т.н., доц. О. М. Пустовойтова*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *І. В. Волосожарова*

План 2011, поз. 11М

Підп. до друку 12.09.2012 р.

Формат 60×84/16

Друк на ризографі.

Ум. друк. арк. 1,8

Зам. №

Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківська національна академія міського господарства,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4064 від 12.05.2011 р.